

浅層改良を併用したベタ基礎の沈下解析

Raft Foundation with Shallow Soil Improvement and Its Settlement Analysis

黄詠 He HUANG (広島大学大学院国際協力研究科)
山本春行 Haruyuki YAMAMOTO (広島大学大学院国際協力研究科)
竹内謹治 Kinji TAKEUCHI ((株) T&P 設計事務所)

筆者らは、軟弱地盤における構造物の不同沈下ならびに抜け上りを抑制することが可能であり、かつより経済的な低層構造物の基礎工法の開発を目指し、井桁型浅層地盤改良を併用したベタ基礎を提案した¹⁾。この基礎の不同沈下抑制効果を検証するために、本報告では、この複合基礎を採用した実施工例を研究対象とし、沈下計測結果を報告する。そして、実施工例をモデル化し、測定した沈下量と実例モデルの3次元圧密沈下解析結果を比較することにより解析精度を確認した。さらに、浅層改良体が存在する場合と存在しない場合の圧密沈下解析結果を比較し、本工法による不同沈下量抑制効果を明らかにした。

キーワード：軟弱地盤，ベタ基礎，地盤改良体，圧密沈下解析 (IGC : C07, E02)

1. はじめに

構造物を軟弱地盤上に構築する場合、不同沈下が問題になることが多いため、それに対する様々な基礎工法が開発されている。そして、軟弱地盤対策工法として、支持杭基礎工法、深層地盤改良²⁾およびパイルド・ラフト工法³⁾などがある。また、軟弱地盤上に大型量販店や大型倉庫など低層構造物を構築する場合には、建物の高さに対して建物幅がかなり大きいため、不同沈下が生じやすい。さらに、このような構造物に支持杭基礎、深層地盤改良またはパイルド・ラフト工法を用いる場合は、建物の建築費用に対して基礎構築のコストが大きくなる場合が多い。このような問題に対して、筆者らは不同沈下ならびに抜け上りを抑制でき、浅層改良を併用したより経済的なベタ基礎工法を提案した。

本報告では、この基礎工法を用いて実際に構築された大

型量販店をモデル化し、浅層改良体が存在する場合と浅層改良体が存在しない場合の2ケースの3次元圧密沈下解析を行い、この基礎工法による、軟弱地盤上の構造物の不同沈下抑制効果について検討した。

2. 浅層改良を併用したベタ基礎工法の概要

一般に、鉛直方向の荷重が偏りなく作用しているベタ基礎の沈下形状においては、最大沈下量が荷重領域の中央部、最小沈下量が荷重領域の隅角部に生じる。同一の荷重下において、中央部の沈下量を減少させ、同時に隅角部の沈下量を増加させることができれば、不同沈下を緩和し、抑制することが期待できる。このような目的で、ベタ基礎の直下に井桁状の浅層地盤改良体を設置する基礎工法を提案した。図-1 に本基礎工法の模式図を示し、図-2 に本基礎工法の改良部分の平面図を示す。

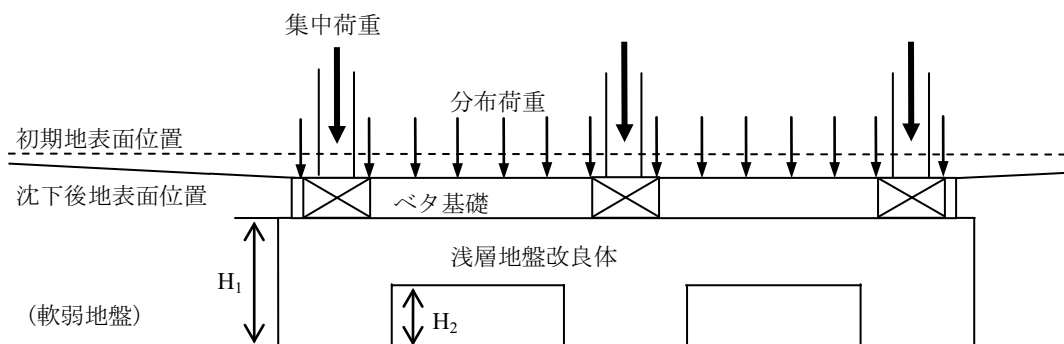


図-1 浅層改良を併用したベタ基礎工法の模式図

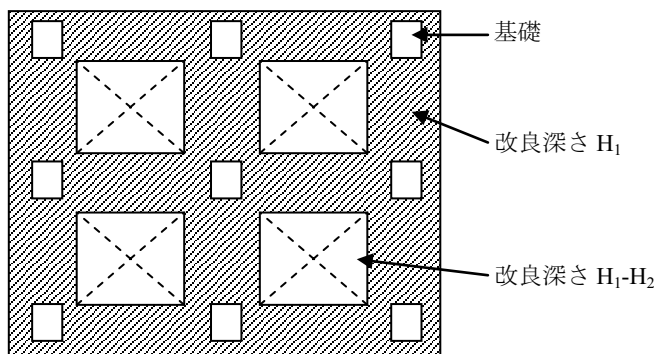


図-2 改良部分の平面図

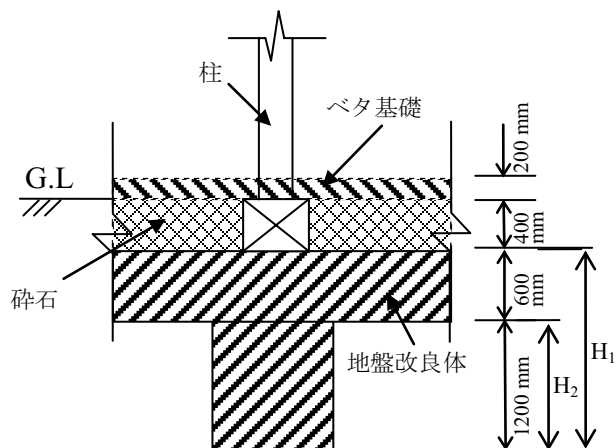


図-5 実例の基礎部分断面図

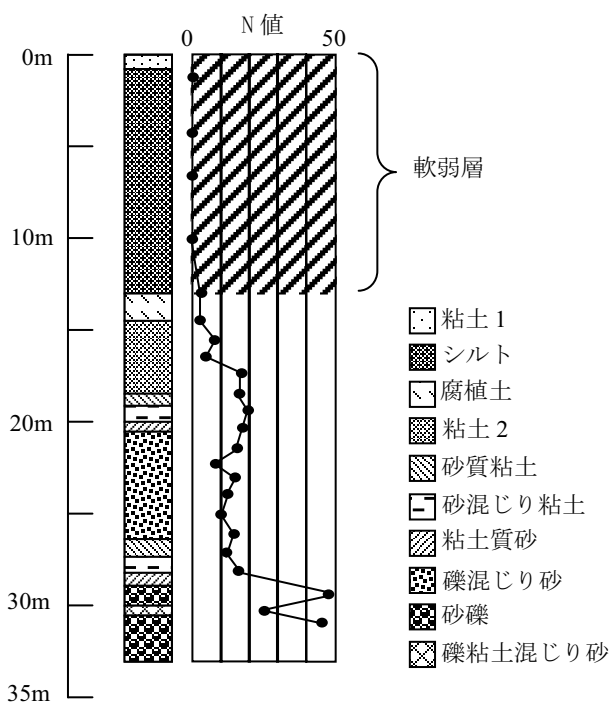


図-3 土質柱状図

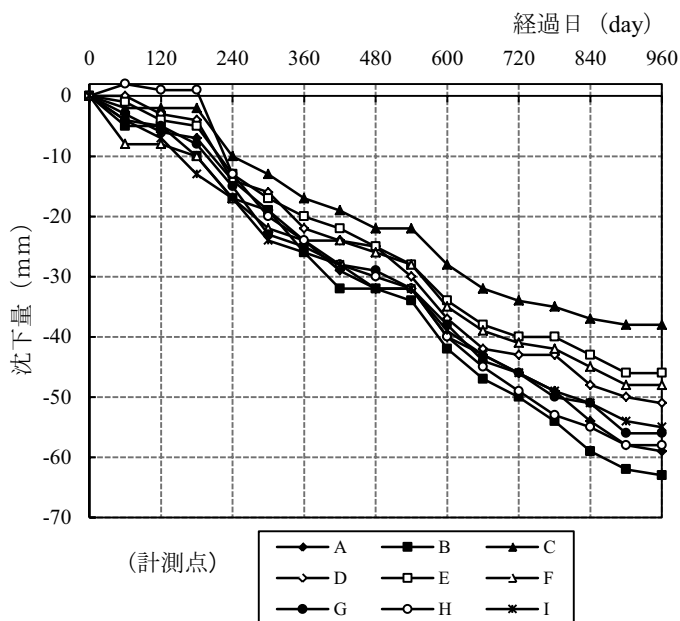


図-6 沈下計測結果

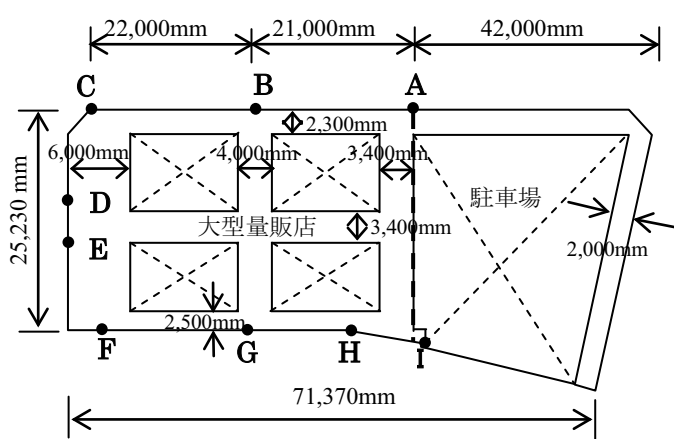


図-4 実例の基礎下の浅層改良範囲図

図-1 ならびに図-2 に示されているように、荷重の大きさに応じて浅層地盤改良体の厚さを変え、地盤を井桁状に改良することで、柱からの荷重が改良層を通して支持地盤に均等・分散化でき、井桁状の改良層の凹部分で土砂を抱え込むような作用が働いて、土砂が外側に移動するのを防止する。さらに改良層とベタ基礎を一体化させたことで、安定したものになる。しかも、地盤の表層部の必要などところのみを改良する基礎工法なので、軟弱地盤がある程度厚い場合でも適用でき、周辺地盤と共に沈下するため抜け上がり現象も生じない。そして、原位置の地盤を使用して改良体を造成するので、経済的な視点からも有利である。

施工時、原位置の地盤を掘り出し、固化材と混合攪拌して改良層を作る。造成した改良層の上に直接コンクリートを流し込んで基礎と改良層を一体化させる。

3. 浅層改良を併用したベタ基礎工法の施工例の概要

本基礎工法を採用した建物の中の1例をもとに、本基礎工法の効果を検討した。この事例は広島県福山市に構築された鉄骨構造の大型量販店である。図-3の土質柱状図に示すように、地表面以下13mの範囲内では、ほぼN値が0の極軟弱なシルト層である。基礎下の浅層改良範囲は図-4に示すとおりであり、基礎部分の詳細な断面図を図-5に示す。浅層改良体の深さと幅については、基礎地盤のボーリングデータと直接基礎の設計法に基づいて定めた⁴⁾。図-4のように、改良範囲の左側が大型量販店であり、右側が駐車場として使用されている。一方、竣工後の沈下は2カ月に一回程度の間隔で計測されている。計測点は図-4中のAからIまでの9点である。図-6に計測値を示す。同図に示しているように、最終測定日の最大沈下量は、計測点Bで63mm、最小沈下量は計測点Cで38mmである。この間の沈下量の差は25mmであるが、傾斜角に換算すると、1/1000程度であり、構造物の不同沈下障害は全く生じていない⁵⁾。

4. 圧密沈下解析

本工法の有効性を検証するために、前述した事例を簡略化したモデルを用いて、有限要素法(FEM)による3次元圧密解析を行い、基礎地盤の沈下挙動について検討する。

4.1 圧密沈下の解析モデル

圧密沈下解析については増分解析を行ったが、解析条件を単純化するために、地盤改良体、ベタ基礎および砕石層は弾性材料と仮定して解析を行った。ただし、粘土地盤の要素に対しては関口・太田の圧密モデルを採用した⁶⁾。本モデルは1977年発表された土の弾粘塑性モデルであり、異方性正規圧密、軽い過圧密粘土の時間依存性挙動を表現することができる。このモデルは太田モデルを基に開発され、粘性土の異方性と粘性を考慮した。初期等方応力線が K_0 線として修正されている。3次元空間での関口・太田モデルの降伏関数を式(1)に示す⁷⁾。

$$f = M \cdot D \cdot \ln(p'/p'_0) + D \cdot \eta^* - \varepsilon_v^p \quad (1)$$

ここに、 M は限界応力比、 p' は平均主応力、 p'_0 は初期平均主応力、 η^* は応力比、 D はダイレタンシー係数であり、現時点での塑性体積ひずみ ε_v^p は式(2)で表される。

$$\varepsilon_v^p = \alpha \cdot \ln\{1 + \dot{v}_0 \cdot t / \alpha \cdot \exp(f/\alpha)\} \quad (2)$$

ここに、 α は二次圧密係数、 $(\dot{v}_0 = \alpha/t_c)$ は初期体積ひずみ速度であり、 t_c は一次圧密終了までに必要な時間である。

時間に依存しないパラメータは M および D であり、 M と D の関係は式(3)で表される。

$$M = (\lambda - \kappa) / D / (1 + e_0) \quad (3)$$

ここに、 λ は圧縮指数、 κ は膨張指数、 e_0 は圧密降伏応力時の間隙比である。

応力比 η^* は式(4)で表される。

$$\eta^* = \sqrt{(\eta_{ij} - \eta_{ij0})(\eta_{ij} + \eta_{ij0})} \quad (4)$$

ここに、 $\eta_{ij} = (\sigma'_{ij} - p' \cdot \delta_{ij} / p')$ 、 $\eta_{ij0} = (\sigma'_{ij0} - p'_0 \cdot \delta_{ij0} / p'_0)$ 、 σ'_{ij0} は異方圧密終了時の応力、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタである。等方圧密状態下の粘土に対しては、 $\eta^* = \sqrt{3\eta_{ij}\eta_{ij}} / 2 = q/p'$ となり、この時、関口・太田モデルはオリジナルカム・クレイモデルに帰着する。

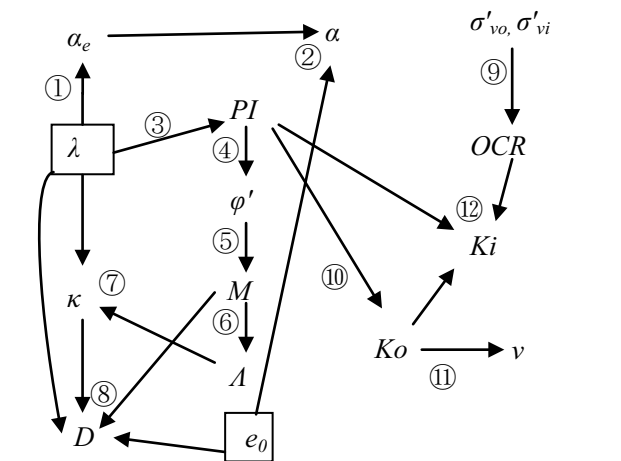
4.2 パラメータの決定

表-1に関口・太田モデルに用いられるパラメータが示されている。これらのパラメータの相互関係とそれらを定める手順が図-7に示されており、通常の標準圧密試験データから得られる圧縮指数 C_c と圧密降伏時の間隙比 e_0 を基に、他のパラメータは同図から求められる⁸⁾。

圧縮指数を定めるために、標準圧密試験から得られた $e \sim \log(p)$ 関係を図-8に示している。初期応力(地表面から軟弱層底部位置まで鉛直応力の平均値と仮定した)に対応する点1(e_1, p_1)と最大平均圧密圧力(初期応力+積載総重量)に対応する点2(e_2, p_2)を定めて、2つの点を結ぶ直線の勾配を圧縮指数として採用した(標準圧密試験の

表-1 関口・太田モデルに用いるパラメータの定義

パラメータ	定義
A	λ と κ の関係を表す非可逆比
M	限界応力比
D	ダイレタンシー係数
ν	ポアソン比
α	二次圧密係数
\dot{v}_0	初期体積ひずみ速度
σ'_{v0}	圧密降伏応力
K_0	正規圧密終了時の静止土圧係数
σ'_{vi}	初期の鉛直有効応力
K_i	原位置での静止土圧係数
k	透水係数
e_0	圧密降伏応力時の間隙比



- ① $\alpha_e = 0.05\lambda$
- ② $\alpha = \alpha_e / (1 + e_0)$
- ③ $PI = (\lambda - 0.015) / 0.007$
- ④ $\sin\phi' = 0.81 - 0.2331 \times \log PI$
- ⑤ $M = 6 \sin\phi' / (3 - \sin\phi')$
- ⑥ $A = M / 1.75$
- ⑦ $\kappa = (1 - A)\lambda$
- ⑧ $D = (\lambda - \kappa) / M / (1 + e_0)$
- ⑨ $OCR = \sigma'_{vo} / \sigma'_{vi}$
- ⑩ $Ko = 0.44 + 0.42 \times 10^{-2} PI$
- ⑪ $v = Ko / (1 + Ko)$
- ⑫ $Ki = Ko \times OCR^{0.54 \exp(-PI/122)}$

図-7 物性値の相互関係とそれらを定める手順図

$e \sim \log(p)$ 曲線 (図-8) 上で、それほど明確な変わり目がなく、点1と点2とは共に圧密降伏点に近い応力状態を示したので、解析を簡便化するために、2つの点を結ぶ直線の勾配を圧縮指数として採用した、ただし、このような取り扱いは過圧密領域と正規圧密領域が混在したものを擬似的に正規圧密地盤と見なし解析したこととなり、解析結果の検討には注意を要するが、本報告の主旨である浅層改良体の有無による不同沈下抑制効果の検討は可能なもの

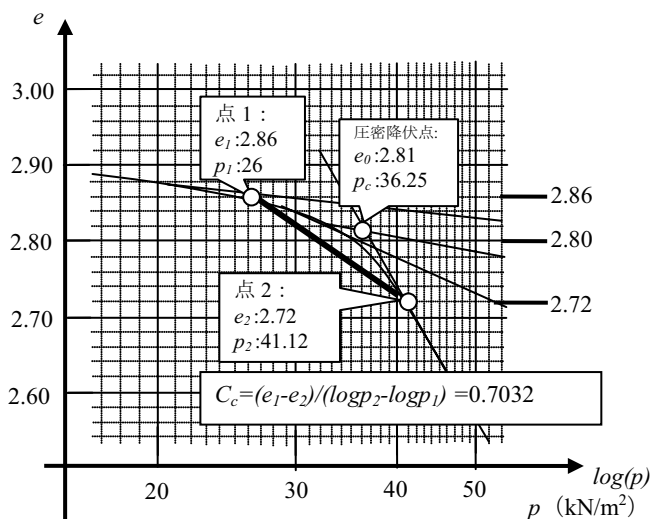


図-8 圧密試験の $e \sim \log(p)$ 曲線

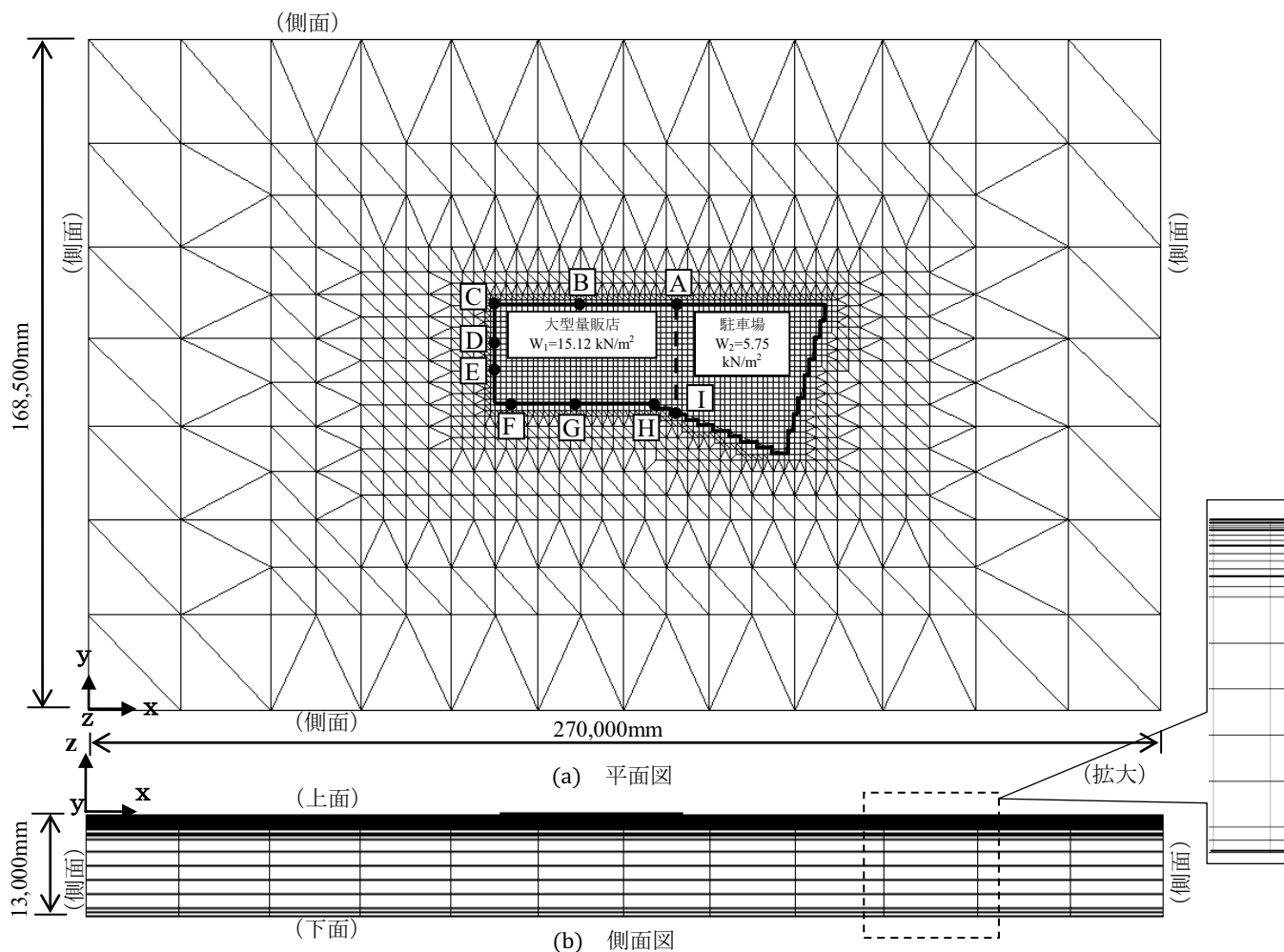


図-9 解析モデル

と思われる)。従って、 $e \sim \log(p)$ 関係から得られた圧縮指数 C_c は0.7032となる。解析に使う圧縮指数 λ は $e \sim \ln(p)$ 関係から得られるため、 C_c と λ の関係($\lambda=0.434C_c$)から λ の値0.3052となる。

4.3 解析モデル

図-4ならびに図-5に示す実際の施工例を簡略化した解析モデルを図-9に示す。同図中には沈下計測点に対応する位置も表記した。解析領域全体の寸法は、できるだけ境界の影響を受けないように大きくし、x方向に270m、y方向に168.5m、z方向に13mとした。本解析モデルでは6節点三角柱要素と8節点直方体要素の2種類を使用した。総要素数は53,573であり、総節点数は42,548である。変形に対する境界条件は、底部節点のz方向と側面節点のx或いはy方向を固定し、それ以外は自由である(解析範囲としての軟弱層(厚さH=13m)の直下にN値が2程度の

腐植土があるため、水平方向の変形が発生し易いと判断し、x、y方向は自由と仮定した)。排水に対する境界条件は、粘土地盤の上下面は排水面であり、側面は非排水面とした。載荷重は、大型量販店の部分と駐車場の部分で異なっており、量販店の部分には建物の自重、積載荷重、砕石層の重量等の合計 $W_1=15.12 \text{ kN/m}^2$ を載荷した。そして、駐車場の部分は大型量販店の部分と同じ厚さの砕石層が設置されているため、砕石層のみの荷重 $W_2=5.75 \text{ kN/m}^2$ を載荷した。ただし、これらの荷重は、施工開始から竣工・供用開始までの時間に対して線形的に増加するものと仮定した。

表-2に本解析に使用したパラメータを示す。図-8から定めた λ と e_0 を用いて前述した図-7の手順により粘土地盤に対する他のパラメータを表-2に示している。ベタ基礎の弾性係数は、コンクリートの標準的な値を用いており、地盤改良体の弾性係数は改良A層(2次改良体)と改良体B層(1次改良体)のそれぞれの一軸圧縮試験結果から得られたものである。砕石層の弾性係数については、十分に転圧されていることより、道路舗装のために使用されている砕石層の弾性係数の範囲の上限に近い値を設定した⁹⁾。ベタ基礎、改良体A層、改良体B層、砕石層のポアソン比については、それぞれ0.2或いは0.3と仮定した。

表-2 解析に用いたパラメータ

(粘土地盤)	(値)
A	0.5785
M	1.0123
D	0.0458
ν	0.3805
α	0.00401
$\dot{\nu}_0$	1.2×10^{-6}
σ'_{v0}	36.25 kN/m^2
K_0	0.6141
σ'_{vi}	26 kN/m^2
K_i	0.6977
k	$8.043 \times 10^{-4} \text{ m/d}$
λ	0.3052
e_0	2.81
(ベタ基礎)	(値)
E	$2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
ν	0.2
(改良体 A : 厚さ 600 mm)	(値)
E	$2.65 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
ν	0.3
(改良体 B : 厚さ 1200 mm)	(値)
E	$1.425 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
ν	0.3
(砕石層)	(値)
E	$7 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
ν	0.3

4.4 圧密沈下解析のケース

本工法の不同沈下抑制効果を検証するために、浅層改良体が存在する場合(ケース(1))と浅層改良体が存在しない場合(ケース(2))の2ケースの解析を行った。

まず、浅層改良体が存在する場合の解析結果と計測結果を比較することによって、本解析の推定精度を検証した。次に、浅層改良体が存在する場合と浅層改良体が存在しない場合の解析結果を比較することで、本工法の不同沈下抑制効果を検討した。

5. 解析結果

5.1 浅層改良体が存在する場合の結果の検討(ケース(1))

図-10にケース(1)の解析結果を示す。図-9(a)の解析モデルの平面図によると、大型量販店部分の載荷重は駐車場部分の載荷重の約3倍である。そして、本敷地の地盤はほぼ一樣なので、改良体の厚さや材料に大きな相違がない場合、大型量販店部分の沈下量は駐車場部分より大きくなるものと考えられる。B点は計測点の中で大型量販店部分の載荷中心に最も近い点であるため、図-10に示すように、各時点の沈下量の最大値を示している。

なお、計測点Gは計測点Bより載荷中心の左側に僅かにずれているため、B点の沈下量より小さい。計測点の中で沈下量の最小値は、大型量販店部分の載荷中心から最も遠いC点である。計測点AとCの大型量販店部分の載荷中心からの距離はほぼ一致しているが、A点は駐車場に近いので、駐車場部分に作用する載荷の影響で、C点より大

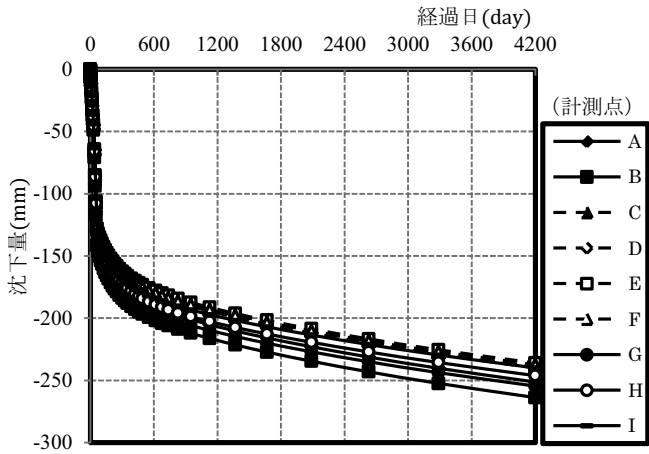
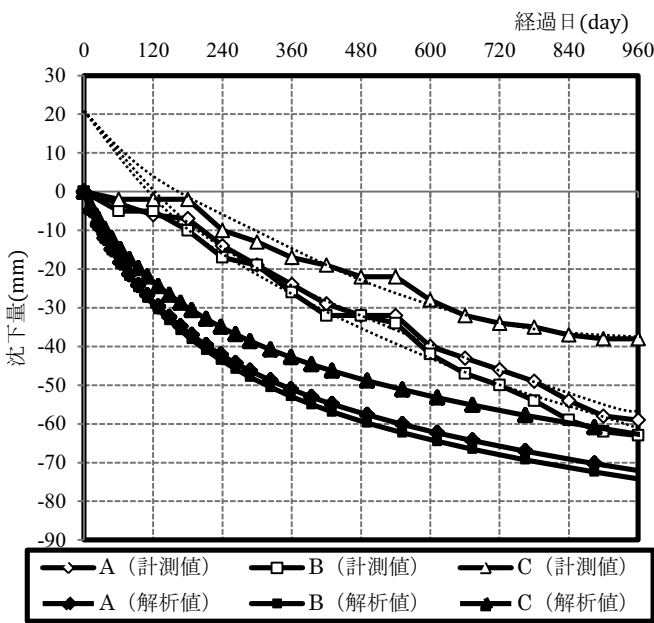


図-10 ケース(1)の解析結果

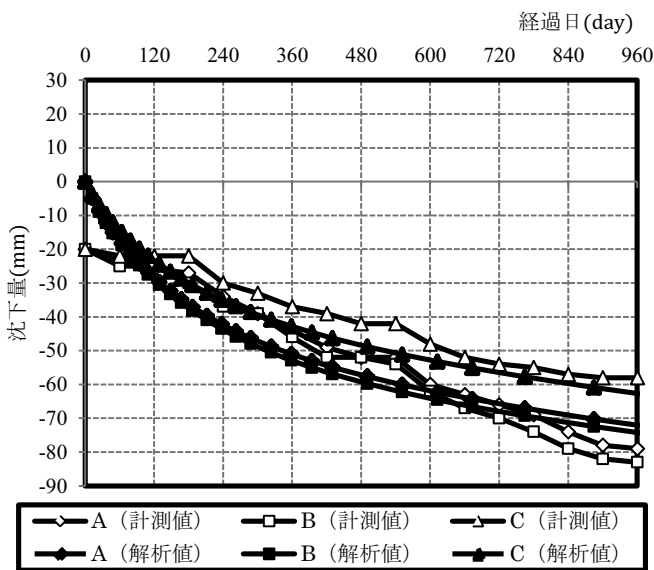
きな沈下量が生じている。そして、同じ理由により、大型量販店の左側にある計測点 C, D, E と F (図-10 中には破線で示している) の沈下量は右側にある計測点 A, H と I の沈下量よりも小さくなっている。

同図に示すように、解析結果の初期の 60 日間の沈下量は急速に増加しており、この間は施工期間であるため、荷重が増加しつつあり、建物の周辺地盤のせん断変形が卓越しているものと考えられる。そして、図-6 に示すように、沈下計測は竣工時から開始されているため、ケース(1)の解析結果から竣工時点以後の沈下量のみを取り出して、計測沈下量と比較したものが図-11(a)である。

なお、同図には代表的な計測点 A, B, C のみの解析結果と計測結果を示している。経過時間が 960 日目の計測点 B と C の沈下量の差は、それぞれ約 13mm (解析結果) と約 20mm (計測結果) であるが、計測結果と解析結果共に、点 A と点 B の沈下曲線は近い位置にあり、同様の傾向を示している。



(a)



(b)

図-11 計測結果と解析結果の比較図

一方、よく知られているように、通常の圧密沈下曲線の特徴は初期段階で沈下が急速に発展し、その後時間と共に収束するが、計測結果の内、初期の 180 日間の部分では、沈下がほとんど発生しておらずほぼ水平線に近い状態を示しており、通常の圧密沈下曲線に比べ非常に不自然な状態にあると思われる(ただし、沈下計測上のトラブルが原因と考えられるが、その詳細については不明である)。そこで、図-11(a)中の点線で示すように、180 日後の計測データを用いて最小 2 乗法により 2 次関数の定数値を決定し、竣工時に対応する曲線の起点を推定した。同図中に示すように、これらの曲線の起点はほぼ同じところに集中しており、約 20mm の差があった。沈下測定データの補正にこの差を利用して書き直し(下方に 20mm 平行移動)、解析結果と比較して示したものが図-11(b)である。同図より、初期の 180 日間の部分では当然一致しないが、それ以後は、前述の定性的傾向はもちろん、定量的にもかなり一致していることが分かる。

5.2 浅層改良体が存在しない場合の結果の検討(ケース(2))

改良体の有無による、不同沈下量を調べるために、改良体が存在する場合と存在しない場合の解析結果について検討する。

図-12 に改良体が存在しない場合のケース(2)の解析結果を示す。駐車場部分に作用する荷重の影響で、ケース(1)の場合と同様に大型量販店の左側にある計測点 C, D, E と F の沈下量は右側にある計測点 A, H と I の沈下量よりも小さくなっている。図-13 にケース(1)とケース(2)の解析結果を比較して示す。ただし、図-11 と同様に代表的な計測点 A, B, C のみを示している。ケース(1)の場合には、最大沈下量は B 点で 264mm、最小沈下量は C 点の 239mm となり、この間の沈下量の差は 25mm である。それに対して、ケース(2)の場合には、最大沈下量は B 点で 361mm、最小沈下量は C 点で 251mm となり、この間の沈下

浅層改良を併用したベタ基礎の沈下解析

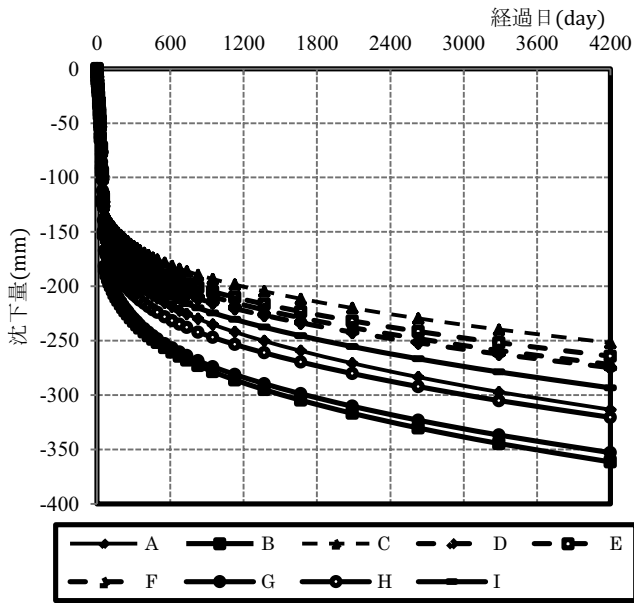


図-12 ケース(2)の解析結果

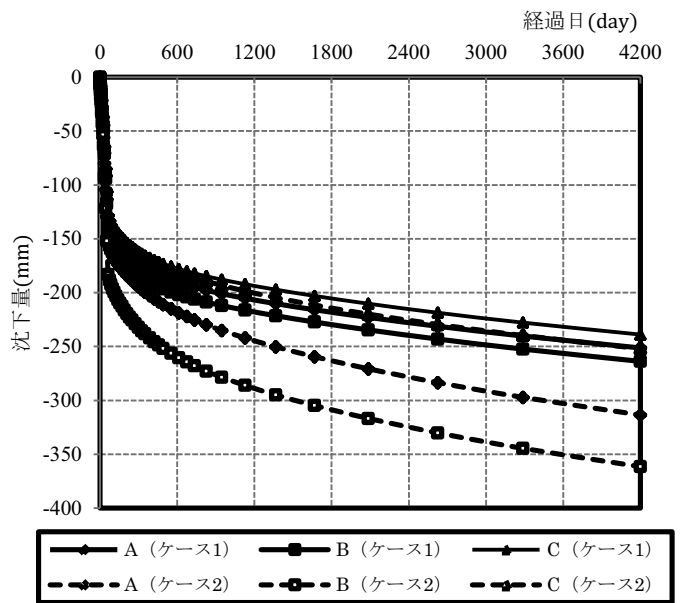
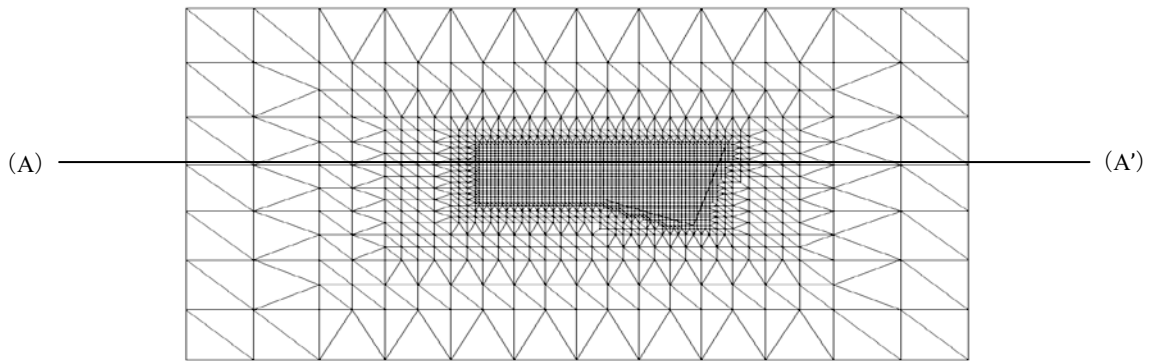
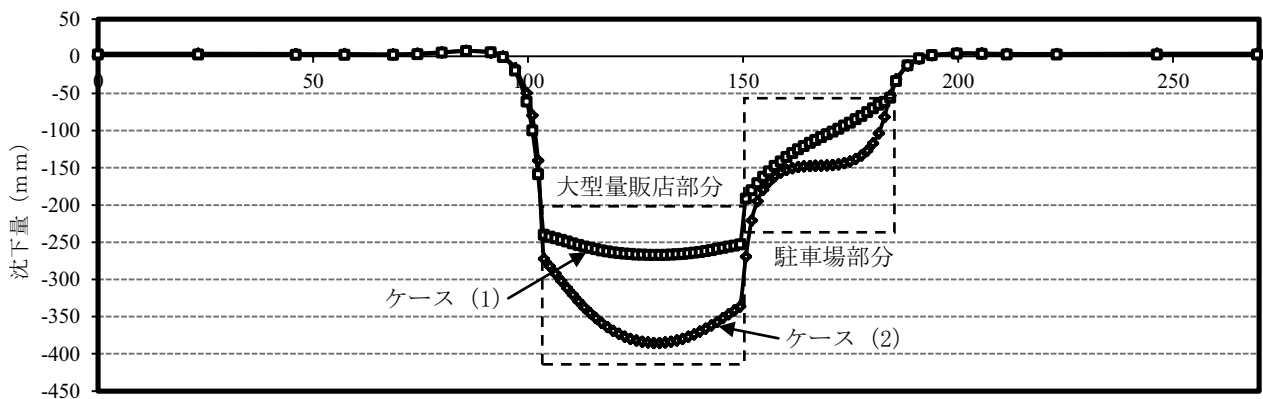


図-13 ケース(1)とケース(2)の解析結果の比較図



(a)



(b)

図-14 断面A-A'位置の解析領域表面の4200日目の沈下量

量の差は110mmである。つまり、ベタ基礎の下に改良体を設置することにより、この間の不同沈下量は85mm減少し、本工法により不同沈下を大幅に抑制する効果が明らかになった。さらに、本解析例では、ケース(1)とケース(2)の計測点Cの沈下曲線はほぼ等しくなっているので、最小沈下量はほとんど変わらないが、最大沈下量はかなり減少していることが分かる。

図-14(b)には断面A-A'位置(同図(a)参照)の解析領域表面の4200日目の沈下量分布を示している。同図より、2ケース共に駐車場部分に作用する荷重の影響で大型量販店の右側の沈下量が左側の沈下量よりも大きく、最大沈下量も大型量販店の中央部よりやや右側の位置で生じることが分かる。さらに、改良体が存在しているケース(1)の大型量販店部分の沈下量分布はケース(2)よりかなり均

等になっていることも明らかになった。なお、荷重領域に近い位置の地盤は 4200 日目の時点で僅かに盛り上がっているが、少し離れているところの解析領域表面の沈下量はほぼ零であり、圧密沈下はほぼ収束していることが分かる。

前述したように、不同沈下を抑制することは、同一の荷重下において、建物の中央部の沈下量を減少させ、同時に隅角部の沈下量を増加させることが効率的であると思われるが、本報告の実例については、建築物の設計荷重分布に基づいて改良層を設計し造成したため、建物周辺部直下の改良深さが深くなり、その部分の沈下量をより減少させたものと考えられる。

6. まとめ

本報告では、浅層改良体を併用したベタ基礎工法について述べ、本基礎工法による施工例並びに沈下計測結果について述べた。さらに、実施工例をモデル化し、3次元有限要素法による圧密沈下解析を行った。まず、沈下計測結果と解析結果とを比較し、初期の不自然な部分の補正を行った計測結果と解析結果とは、計測区間(180-960日)においてほぼ同程度の沈下量となることを示した。次に、改良体が存在する場合と存在しない場合の2つのケースの解析結果を比較検討した。ベタ基礎の下に浅層改良体を設置する場合、実例をモデル化した本解析例では、最大沈下量と最小沈下量の差は浅層改良体が存在しない場合の約20%程度に減少していることが分かった。つまり、この浅層改良体を併用したベタ基礎工法を用いることにより、軟弱地盤上の低層構造物の不同沈下をかなり抑制できることが明らかになった。今後、さらに沈下計測を継続して安全性を確認するとともに、井桁状に改良することによる地盤の

囲い込み効果について検討し、より合理的な基礎工法と進展させたいと考えている。

参考文献

- 1) Ymamoto, H. Li, W., Takeuchi, K. & Nishimura, M. : A new raft foundation system with shallow soil improvement, ISEC-03 (Collaboration and harmonization in creative systems), pp. 797-804, 2005.
- 2) 鈴木吉夫：深層混合処理工法のポイントと課題，基礎工，Vol.36，No.8，pp.7-9，2008.
- 3) 加倉井正昭，山下清：パイルド・ラフト基礎（直接基礎と摩擦杭併用基礎）基礎工，Vol.26，pp.44-48，1998.
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.116-117，2001.
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.153，2001.
- 6) Murayama, S., Sekiguchi, H. & Ueda, T. : A study of the stress-strain-time behavior of saturated clays based on a theory of nonlinear viscoelasticity, Soils and Foundations, JSSMFE, vol.14, No.2, pp.19-33, 1976.
- 7) Sekiguchi, H. & Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Speciality Session 9, 9th ICSMFE, pp. 229-238, 1977.
- 8) Iizuka, A. & Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elastio-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, JSSMFE, vol.27, No.3, pp.71-78, 1987.
- 9) 伊藤正秀ほか13名：舗装設計便覧，社団法人日本道路協会，pp.116-118，2006.

(2012年6月22日 受付)